REGIONE del VENETO

DIREZIONE PROGETTO VENEZIA

Consorzio di bonifica ADIGE EUGANEO

via Delle Industrie, 3 - 35026 Conselve (PD) - Tel. 049-9597424 Fax 049-9597480
via Augustea, 25 - 35042 Este (PD) - Tel. 049-601563 Fax 049-50054

L. 139/92, L. 345/97, L. 488/99
Programma di interventi in attuazione del
"Piano per la prevenzione dell'inquinamento ed il risanamento delle acque del bacino idrografico immediatamente sversante nella Laguna di Venezia".

D.G.R.V. n° 1834 del 23/06/2000 - Scheda progetto n° C6.1.1L
D.D.R. n. 176 del 23/10/2006
D.D.R. n. 62 del 07/07/2011

CUP: E53G04000000002

Allegato 4.2.

Calcoli esecutivi opere idrauliche e diaframmi

Nordest Ingegneria S.r.l.
via Paolo da Sarmeola, 1/A
35030 Rubano (PD)
tel. 049-8975709 - fax 049-630270
e-mail: info@nordestingegneria.com

ISO 9001:2000
cert. n° GSA-8A-Q0074-IPD

Scala:	Commessa n° 426/2008	File: P:/Adibac/426_EsecutivoMGI/_Aggiornamento-2012/PDF/All-4.2.Calcoli-Idraulici.pdf

0	**05/07/2012**	Prima emissione		
Rev.	Data	Motivo della revisione	Verificato	Approvato

INDICE

1. ANALISI DELL'INTERVENTO N°1: DERIVAZIONE CÀ ERIZZO, PALTANELLA 4

1.1. INTRODUZIONE 4
1.2. BASI TEORICHE 4
1.3. DIMENSIONAMENTO DELLA POMPA 5

2. ANALISI DELL'INTERVENTO N°3: POTENZIAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO DI AGNA 7

2.1. INTRODUZIONE 7
2.2. DIMENSIONAMENTO DELLA POMPA 8

3. PORTATA DERIVATA DAI SIFONI 9

3.1. BASI TEORICHE 9
3.2. CALCOLO DELLA PORTATA 9

4. FENOMENI DI SIFONAMENTO NEI MANUFATTI DI SOSTEGNO 12

4.1. INTRODUZIONE 12
1.2. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEL SIFONAMENTO 13

5. ANALISI DELL'INTERVENTO N°7: BOTTE A SIFONE GORGO – CARTURA 15

5.1. INTRODUZIONE 15
5.2. BASI TEORICHE 15
5.3. CALCOLO DELLE PERDITE DI ENERGIA 16

6. ANALISI DELL'INTERVENTO N°22: COLLEGAMENTO SORGAGLIA – AGNA 18

6.1. INTRODUZIONE 18
6.2. CALCOLO DELLE PERDITE DI ENERGIA 18

7. DIAFRAMMI ARGINALI CANALE ALTIPIANO 21

7.1. INTRODUZIONE 21
7.2. BASI TEORICHE 21
2.3. STABILITÀ DEI DIAFRAMMI PLASTICI 24
2.4. PROFONDITÀ DI INFISSIONE DELLE PALANCOLE *LARSSEN* 25

1. ANALISI DELL'INTERVENTO n°1: DERIVAZIONE CÀ ERIZZO, PALTANELLA

1.1. Introduzione

Per l'esistente derivazione di Cà Erizzo dal Canale Vigenzone in Comune di Cartura è prevista la sostituzione dell'intera tubazione a cavaliere d'argine e della pompa di sollevamento. La struttura in progetto prevede l'utilizzo di una pompa sommersa posta all'interno del manufatto di presa a cui viene affiancata una seconda pompa di riserva. L'immagine seguente riporta schematicamente la sezione del sifone.

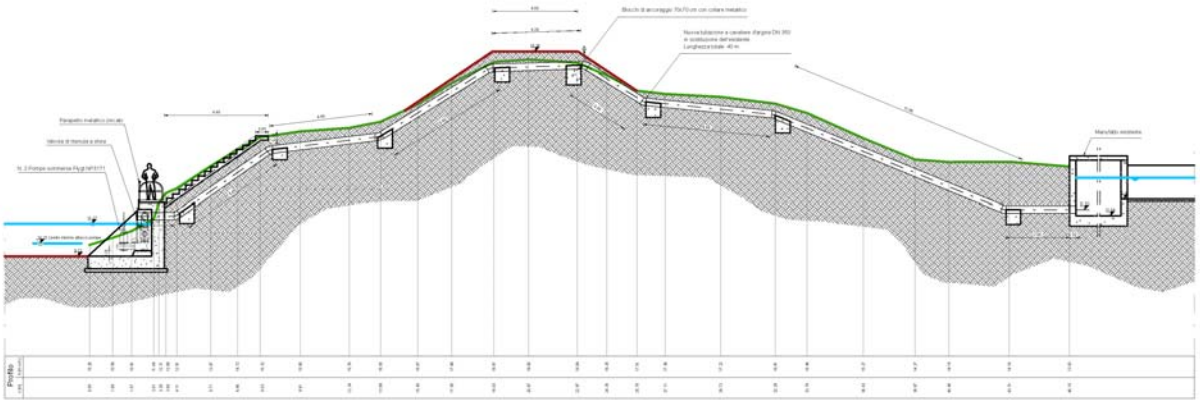

Figura 1.1: Derivazione Cà Erizzo, Paltanella

La portata di prelievo è fissata in 99 l/s. Scopo della presente analisi è quello di dimensionare la pompa che verrà installata per il sollevamento della portata concessa.

1.2. Basi teoriche

La scelta della pompa avviene in base alla portata da sollevare ed alla prevalenza manometrica che la pompa deve superare; questa, come è noto, risulta essere somma di due termini:

1. prevalenza geodetica: dislivello tra il pelo libero del canale di monte e quello del canale di valle;
2. perdite di carico totali: somma delle perdite di carico continue e localizzate (sbocco, imbocco, curva) che si originano lungo il tubo contenitore e lungo il sifone.

Per quanto riguarda la prevalenza geodetica, essa è nota ed è pari a 2.14 m. La prevalenza manometrica invece deve essere calcolata e per questo si fa riferimento alla formula di *Gauckler-Strickler* per valutare le perdite di carico continue:

$$\Delta h_c = \left(\frac{v}{K_s \cdot R_h^{2/3}} \right)^2 \cdot L$$

dove:

- v (m/s) è la velocità media all'interno della condotta;

- K_s ($m^{1/3}s^{-1}$) è il coefficiente di resistenza che per le condotte in acciaio assume il valore di 95 $m^{1/3}s^{-1}$;
- R_h (m) è il raggio idraulico valutato come rapporto tra l'area della sezione della tubazione ed il contorno bagnato;
- L (m) è la lunghezza del tratto considerato.

Le perdite di carico localizzate invece, vengono valutate come frazioni ξ del carico cinetico:

$$\Delta h_l = \sum_n \xi_n \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

- ξ_n sono i vari coefficienti che esprimono le perdite ed in particolare si assume:
  - perdita di imbocco $\xi_i = 0.40$
  - perdita in curva a 90° $\xi_{c90} = 0.25$
  - perdita per valvola di non ritorno $\xi_v = 0.30$
  - perdita per innesto a T $\xi_T = 0.60$
  - perdita in curva inferiore a 45° $\xi_{c45} = 0.15$
  - perdita di sbocco $\xi_s = 0.80$
- v (m/s) è la velocità media all'interno della condotta;
- g (m/s^2) è l'accelerazione di gravità;

1.3. Dimensionamento della pompa

Viene di seguito riportata la tabella 1.1. che riassume i calcoli necessari alla determinazione della prevalenza manometrica che la pompa deve essere in grado di garantire. Le abbreviazioni assumono i seguenti significati:

- Δh_g (m): prevalenza geodetica;
- Q (m^3/s): portata sollevata dalla pompa;
- K_s ($m^{1/3}s^{-1}$): coefficiente di resistenza secondo la formula di *Gauckler-Strickler*;
- L (m), L_s (m): rispettivamente lunghezza del tratto di tubo collegato alla pompa e del sifone;
- D (m), D_s (m): rispettivamente diametro del tubo collegato alla pompa e del sifone;
- A (m^2), A_s (m^2): rispettivamente area del tubo collegato alla pompa e del sifone;
- v (m/s), v_s (m/s): rispettivamente velocità all'interno del tubo collegato alla pompa e del sifone;
- i (m/m): cadente piezometrica ;
- Δh_c (m): perdite continue;
- n: numero delle curve che caratterizzano i vari tratti;
- Δh_l (m): perdite di carico localizzate che si originano all'interno dei vari tratti;

- Δh_{tot} (m): somma delle perdite di carico continue e localizzate che si originano lungo il tubo contenitore ed il tubo di scarico;
- ΔH (m): prevalenza manometrica.

Tabella 1.1: Riepilogo dei calcoli delle perdite idrauliche

Δh_g [m]	2.14
Q [m³/s]	0.099
K_s [$m^{1/3}s^{-1}$]	95

	Tubo di collegamento (per 1 pompa)	*Sifone*
L [m]	1.4	47.9
D [m]	0.250	0.350
A [m²]	0.0491	0.0962
v [m/s]	2.02	1.03
i [m/m]	0.01817	0.00302
Δh_c [m]	0.025	0.145
n	1	8
Δh_l [m]	0.322	0.108

Δh_{tot} [m]	0.60
ΔH [m]	***2.74***

Dalla precedente tabella dunque si può dedurre come la prevalenza manometrica che la pompa deve essere in grado di fornire deve essere superiore a 2.75 m circa.

Va ricordato che il calcolo è stato eseguito nell'ipotesi di funzionamento di una singola pompa, essendo la seconda utilizzabile come riserva in caso di malfunzionamento o disservizio della prima.

2. ANALISI DELL'INTERVENTO n°3: POTENZIAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO DI AGNA

2.1. Introduzione

L'attuale struttura che rappresenta l'impianto di sollevamento di Agna viene demolita per favorire la ricostruzione di un manufatto di sollevamento dotato di due alloggiamenti per pompe ad elica sommergibili verticali in tubo, ciascuna di 1000 l/s. A lato dell'impianto di sollevamento viene costruita la centralina in cui trovano alloggiamento i manufatti di consegna e trasformazione dell'energia elettrica ed i quadri di controllo (Figura. 2.1). Nel presente progetto viene prevista la fornitura e posa in opera solamente di una pompa ad elica da 1000 l/s, sommergibile ed installata ad asse verticale entro tubo di acciaio, caratterizzata da uno scarico libero.

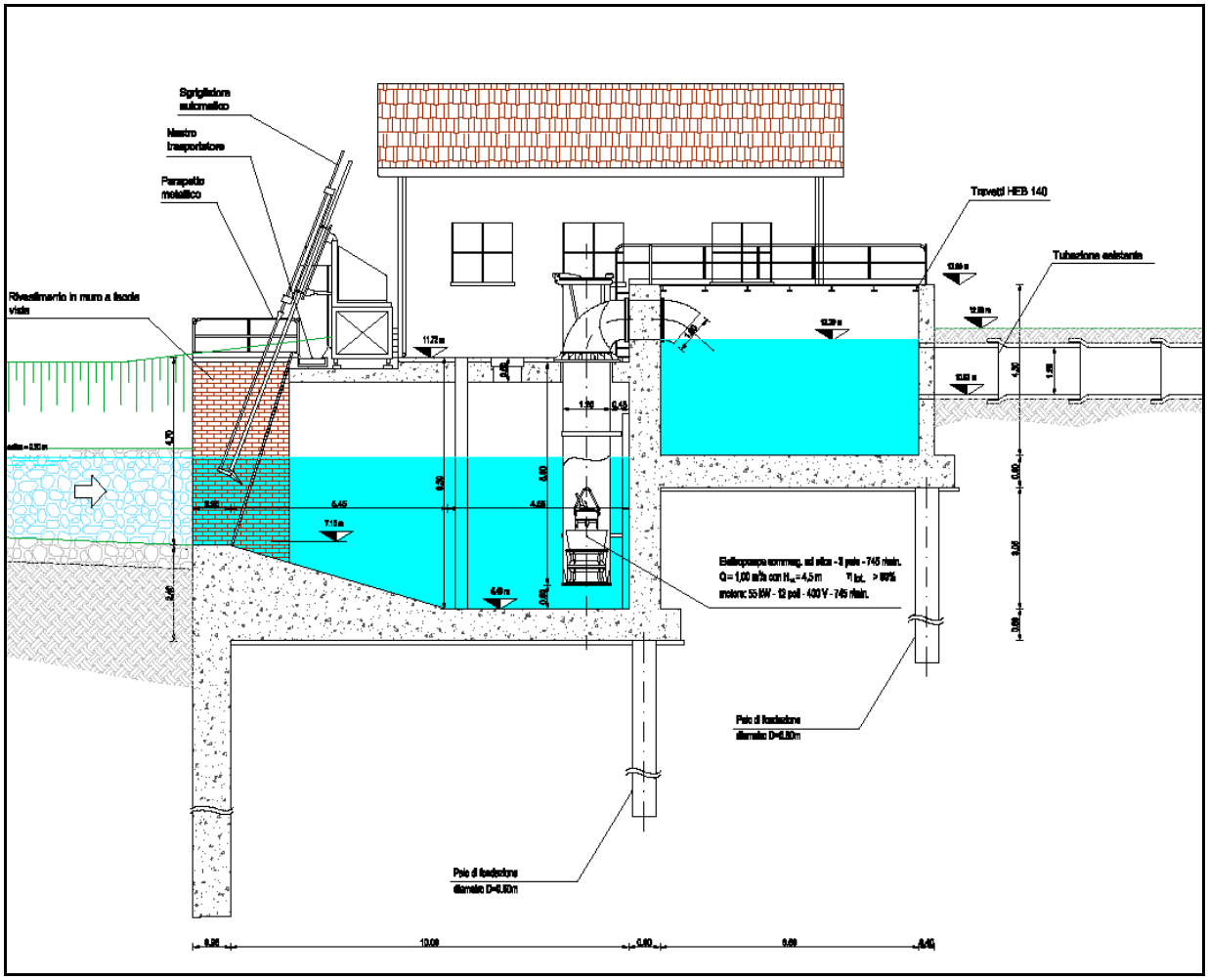

Figura 2.1: Schema illustrativo dell'impianto di sollevamento di Agna

Scopo della presente analisi è quello di caratterizzare la pompa che verrà installata per il sollevamento della portata.

Per quanto riguarda il metodo di calcolo prescelto si può fare riferimento al precedente paragrafo 1.2. Inoltre in questo caso la prevalenza geodetica è pari a 3.50 m.

2.2. Dimensionamento della pompa

Viene di seguito riportata la tabella 2.1 che riassume i calcoli necessari alla determinazione della prevalenza manometrica che la pompa deve essere in grado di garantire. Per le abbreviazioni si faccia riferimento a quanto descritto nel paragrafo 1.3:

Tabella 2.1: Riepilogo dei calcoli delle perdite idrauliche

Δh_g [m]	3.50
Q [m³/s]	1.00
K_s [$m^{1/3}s^{-1}$]	95

	Tubo di collegamento (per 1 pompa)	*tubazione*
L [m]	5.60	trascurabile
D [m]	0.80	0.80
A [m²]	0.5026	0.5026
v [m/s]	1.989	1.989
i [m/m]	0.00375	0.00375
Δh_c [m]	0.021	-
n	1 (0.50)	3 (0.15, 0.25, 0.80)
Δh_l [m]	0.100	0.242

Δh_{tot} [m]	0.35
ΔH [m]	***3.85***

Dalla precedente tabella dunque si può dedurre che la pompa deve essere in grado di fornire una prevalenza manometrica pari ad almeno 3.85 m.

Per assicurare il buon funzionamento della pompa, viene installata una griglia in grado di raccogliere il materiale presente nelle acque del canale. Essa viene successivamente pulita attraverso uno sgrigliatore di tipo automatico, che attraverso un pettine elimina i depositi e li immette all'interno di un nastro trasportatore che a sua volta scarica all'interno di una vasca di stoccaggio provvisorio.

3. PORTATA DERIVATA DAI SIFONI

3.1. Basi teoriche

I sifoni sono dispositivi che consentono di trasferire una certa portata tra due serbatoi caratterizzati da differenti quote del pelo libero. Nei casi che di seguito vengono analizzati i serbatoi sono individuati da due canali separati da un rilevato arginale: la derivazione dunque, per evitare qualsiasi opera che attraversi il corpo dell'argine, deve essere effettuata attraverso un sifone a cavaliere d'argine.

Una volta note le caratteristiche geometriche del sifone, la portata che esso è in grado di derivare può essere calcolata per tentativi, cercando il valore per il quale le perdite di energia che si verificano all'interno della tubazione coincidono con il dislivello che intercorre tra i peli liberi dei canali collegati.

Le perdite di carico nella tubazione, possono essere distinte in due tipologie:

- perdite continue, quantificabili attraverso una formula di moto uniforme, ad esempio quella di *Gauckler-Strickler*:

$$\Delta h_c = \left(\frac{v}{K_s \cdot R_h^{2/3}} \right)^2 \cdot L$$

dove:

- v (m/s) è la velocità media all'interno della condotta;
- K_s ($m^{1/3}s^{-1}$) è il coefficiente di resistenza che per le condotte in acciaio assume il valore di 95 $m^{1/3}s^{-1}$;
- R_h (m) è il raggio idraulico valutato come rapporto tra l'area della sezione della tubazione ed il contorno bagnato.

o perdite localizzate, quantificabili come frazioni ξ del carico cinetico:

$$\Delta h_l = \sum_n \xi_n \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

- ξ_n sono i vari coefficienti che esprimono le perdite ed in particolare si assume per la perdita di imbocco $\xi_i = 0.40$, per la perdita in curva $\xi_c = 0.15$ e per la perdita di sbocco $\xi_s = 0.80$;
- v (m/s) è la velocità media all'interno della condotta;
- g (m/s^2) è l'accelerazione di gravità;

3.2. Calcolo della portata

Di seguito, per ogni sifone, viene riportata la tabella che riassume il calcolo delle portate dove le abbreviazioni utilizzate hanno il seguente significato:

- K_s ($m^{1/3}s^{-1}$): coefficiente di resistenza secondo la formula di *Gauckler-Strickler*;
- DN (m): diametro nominale della tubazione;
- D_{int} (m): diametro interno della tubazione;
- A (m^2): area della tubazione;

- L (m): lunghezza complessiva del sifone;
- monte (m s.m.m.): quota del pelo libero nel canale da cui viene derivata l'acqua;
- valle (m s.m.m.): quota del pelo libero nel canale in cui viene immessa la portata;
- ξ_i, ξ_c, ξ_s, coefficienti relativi alle perdite localizzate;
- n: numero delle curve che caratterizzano il sifone;
- Q (m^3/s): portata derivata dal sifone;
- Δh_c : perdite di carico continue;
- Δh_l : perdite di carico localizzate;
- Δh_{tot} : perdite totali, somma delle continue e localizzate.

La seguente figura 3.1 può essere considerata rappresentativa della tipologia strutturale di seguito analizzata:

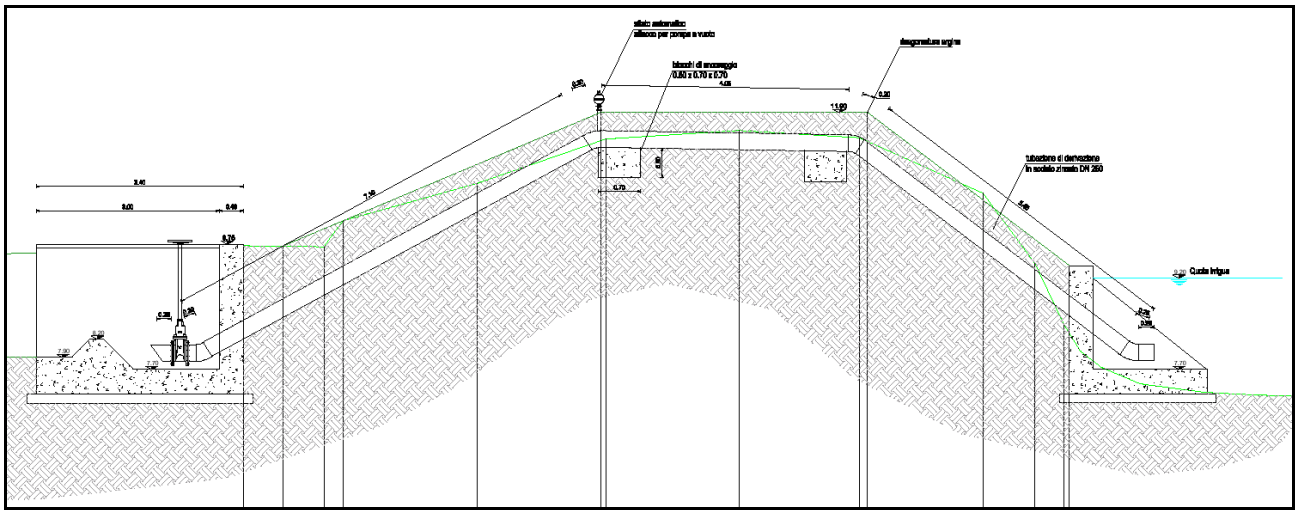

Figura 3.1: derivazione attraverso sifone

Intervento n°2: Derivazione Sifone Montecchio

K_s	DN	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coefficienti perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
95,00	0,25	0,2604	0,05	18,95	17,28	16,60	0,68	0,40	0,15	0,80	4	105,86	0,32	0,36	0,68

La presenza di n°2 sifoni identici per la derivazione Montecchio consente dunque di derivare fino ad un massimo di circa 210 l/s, nelle ipotesi considerate.

Intervento n°16: Sifone di derivazione Parallelo dal Canale Altipiano

K_s	DN	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coefficienti perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
95,00	0,25	0,2604	0,05	16,00	10,08	8,70	1,38	0,40	0,15	0,80	4	156,60	0,59	0,79	1,38

Intervento n°17: Sifone di derivazione Caneva dal Canale Altipiano

K_s	DN	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coeff. perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
95,00	0,25	0,2640	0,05	18,00	10,08	8,71	1,37	0,40	0,15	0,80	4	156,93	0,62	0,75	1,37

Intervento n°18: Sifone di derivazione Spinarella dal canale Altipiano

K_s	DN	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coefficienti perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
95,00	0,25	0,2604	0,05	25,50	10,25	7,86	2,39	0,40	0,15	0,80	4	184,18	1,29	1,10	2,39

Intervento n°19: Sifone di derivazione Pisani dalla Fossa Monselesana

periodo estivo

K_s	Dest	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coefficienti perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
100,00	0,355	0,3376	0,09	155,00	9,90	8,80	1,10	0,40	0,15	0,80	1	134,40	0,94	0,16	1,10

periodo invernale

K_s	Dest	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coefficienti perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
100,00	0,355	0,3376	0,09	155,00	9,60	8,80	0,80	0,40	0,15	0,80	1	114,61	0,69	0,11	0,80

Intervento n°20: Sifone di derivazione Canaletta dalla Fossa Monselesana

K_s	DN	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coefficienti perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
95,00	0,25	0,2604	0,05	17,95	9,20	8,25	0,95	0,40	0,15	0,80	4	126,70	0,43	0,52	0,95

Intervento n°21: Sifone di derivazione Franchina dal Canale dei Cuori

K_s	DN	D_{int}	A	L	monte	valle	Δh	coefficienti perdite localizzate			n	Q	Δh_c	Δh_l	Δh_{tot}
($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s		(l/s)	(m)	(m)	(m)
95,00	0,25	0,2604	0,05	28,25	9,20	6,20	3,00	0,40	0,15	0,80	4	200,58	1,70	1,30	3,00

Come si può vedere dalle tabelle sopra riportate, le portate derivate dai sifoni sono comprese da un minimo di circa 100 l/s ad un massimo di circa 200 l/s, portate che si considerano adeguate in funzione del fabbisogno irriguo.

4. FENOMENI DI SIFONAMENTO NEI MANUFATTI DI SOSTEGNO

4.1. Introduzione

Il fenomeno del sifonamento, esso può avvenire con due modalità:

1. per erosione del terreno subito sotto la superficie, asportazione di particelle e formazione di canalicoli nel terreno, con conseguente accelerazione del fenomeno e perdita della stabilità strutturale dell'opera;
2. per sollevamento istantaneo di una larga parte di terreno al piede dell'opera e conseguente instabilità strutturale della stessa.

Un metodo atto a determinare un coefficiente di sicurezza per la rottura di questo tipo è quello di *Bligh*: tale metodo considera il percorso più breve che l'acqua dovrebbe fare per portarsi da monte a valle di uno sbarramento. Il rapporto tra la lunghezza di questo percorso e il carico d'acqua è indicato come rapporto di scorrimento:

$$C = \frac{L}{h}$$

ed è l'inverso del gradiente idraulico e, secondo il *Bligh*, assume per i vari terreni valori variabili tra 5 e 18, dove i valori più bassi si riferiscono a terreni maggiormente permeabili.

Lane successivamente modificò il metodo per tener conto della maggior resistenza al passaggio dell'acqua dei percorsi verticali rispetto a quelli orizzontali variando il rapporto sopraindicato nella relazione:

$$C = \frac{\frac{1}{3}L_o + L_v}{h}$$

con valori questa volta variabili tra 2,5 e 8,5.

Affinché dunque la struttura possa ritenersi sicura nei confronti del sifonamento sarà necessario che il coefficiente C, valutato in funzione delle caratteristiche del campo di moto risulti maggiore od uguale al coefficiente C_s, valutato da *Lane* in funzione della tipologia del terreno.

Anche in questo caso, dove presente, ai fini della sicurezza si considera assenza d'acqua a valle del sostegno.

La figura 4.1 illustra le varie grandezze presenti nella regola di *Lane*.

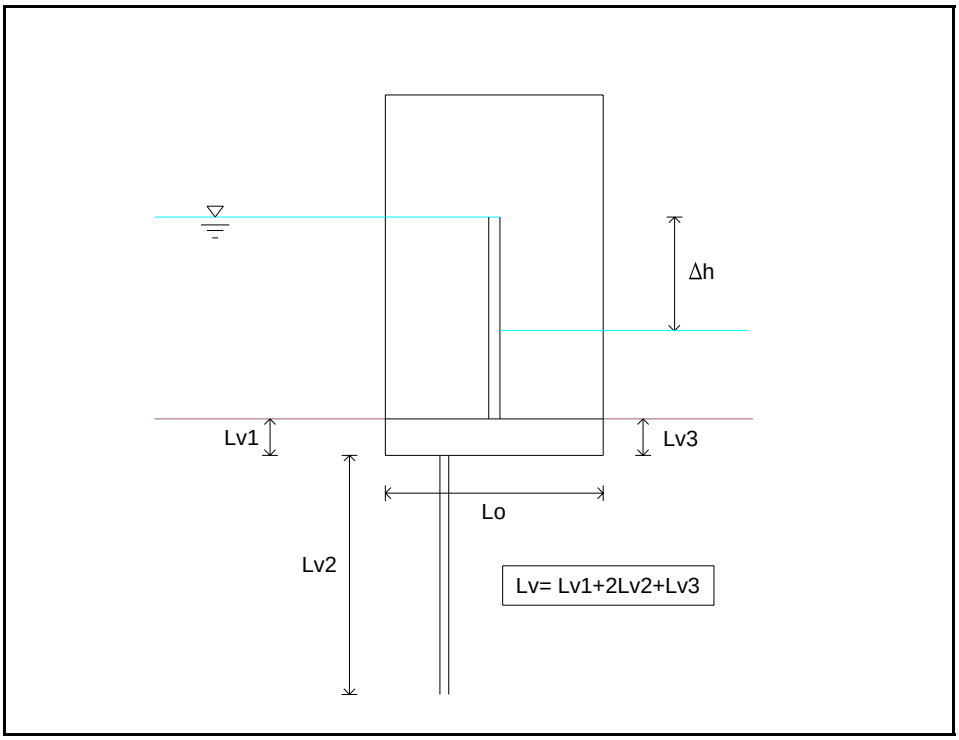

Figura 4.1: applicazione della regola di *Lane*

1.2. Verifiche di stabilità nei confronti del sifonamento

Di seguito, per ogni sostegno, viene riportata la tabella che riassume il calcolo delle condizioni di stabilità dove le abbreviazioni utilizzate hanno il seguente significato:

- terreno: classificazione del terreno sulla base delle indagini geotecniche riportate nell'allegato 2.1.a;
- C_s: fattore di sicurezza di riferimento, in base alla regola di *Lane*, al variare della natura del terreno;
- monte (m s.m.m.): quota di massimo invaso che assume il pelo libero a monte del sostegno;
- valle (m s.m.m.): quota del fondo del canale a valle del sostegno;
- Δh (m): carico idraulico;
- L_v (m): lunghezza del percorso verticale;
- L_o (m): lunghezza del percorso orizzontale;
- C: fattore di *Lane*, valutato sulla base delle caratteristiche del manufatto.

Intervento n°3: Sostegno Fabian

Terreno	***C_s***	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	***Δh*** (m)	***L_v*** (m)	***L_o*** (m)	***C***
Sabbia grossa	6,00	13,00	11,64	1,36	9,20	9,30	9,04

Intervento n°4: Collegamento bacini Punta Gorzone e Foresto Centrale

Terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
argilla molle	3,00	6,15	5,10	1,05	11,00	9,90	13,62

Intervento n°5: Sostegno Scolo secondario superiore

Terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
sabbia grossa	6,00	8,33	6,33	2,00	11,00	6,80	6,63

Intervento n°6: Collegamento Olmo – Sardella

Terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
argille molle	3,00	11,20	9,60	1,60	22,00	21,40	18,21

Intervento n°10: Sostegno Vitella

Terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
Sabbia	6,00	9,33	7,75	1,58	11,20	9,70	9,14

Intervento n°11: Sostegno Sardella

Terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
Sabbia	6,00	11,14	9,35	1,79	11,10	9,70	8,01

Itervento n°12: Sostegno Gorgo 1

Terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
Sabbia	6,00	12,39	10,42	1,97	11,10	9,70	7,28

Intervento n°13: Sostegno Gorgo 2

Terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
Sabbia	6,00	13,25	11,35	1,90	11,10	1,80	6,16

Intervento n°14: Sostegno Sostegno Prarie

terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
sabbia	6,00	10,57	8,60	1,97	11,10	9,80	7,29

Intervento n°22: Sostegno Canaletta 2

terreno	C_s	***monte*** (m s.m.m.)	***valle*** (m s.m.m.)	Δh (m)	L_v (m)	L_o (m)	***C***
argilla molle	3,00	9,30	7,30	2,00	11,10	1,80	5,85

5. ANALISI DELL'INTERVENTO n°7: BOTTE A SIFONE GORGO – CARTURA

5.1. Introduzione

L'attuale botte a sifone che permette il transito delle acque dello Scolo Cartura al di sotto dello Scolo Gorgo presenta infiltrazioni diffuse ed è costituita da un'unica canna di dimensioni insufficienti. È previsto pertanto il completo rifacimento dell'opera, in modo tale da garantire la necessaria funzionalità e sicurezza idraulica (Fig. 5.1).

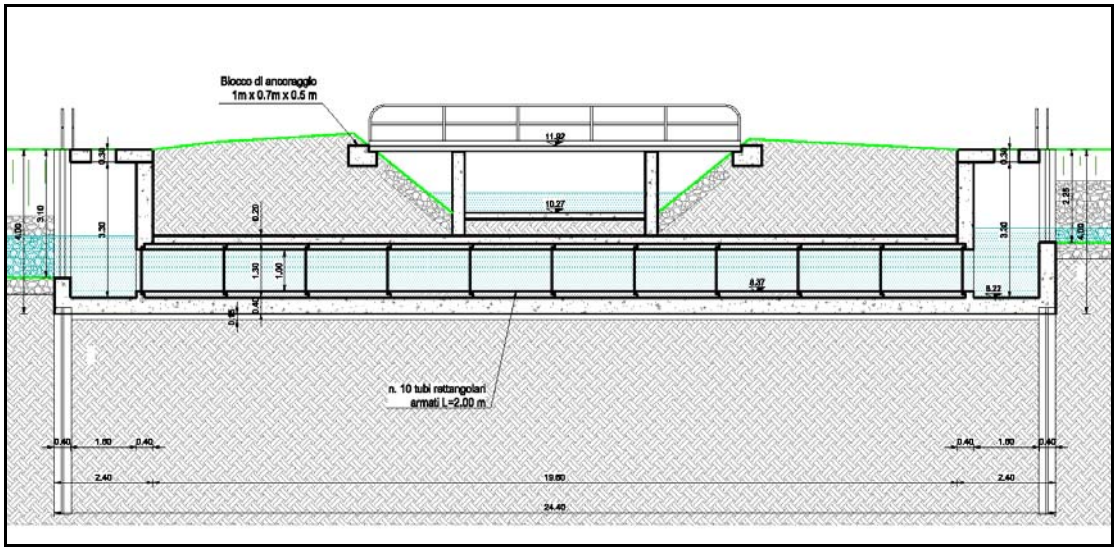

Figura 5.1: botte a sifone Gorgo - Cartura

L'oggetto della presente analisi è valutare le perdite di energia che, per una serie di possibili portate, si originano all'interno del manufatto e verificare la loro compatibilità con le caratteristiche dimensionali della struttura e del corso d'acqua.

5.2. Basi teoriche

Una botte a sifone è un manufatto che permette ad un canale di sottopassare un'altra opera (strada, ferrovia, canale, …) che incrocia il suo percorso. Essa è costituita da un imbocco collegato con il canale di monte, da una tubazione orizzontale sufficientemente lunga da sottopassare l'ostacolo e da uno sbocco collegato con il canale di valle.

La perdita di carico complessiva in una botte è la somma di varie perdite: continue, per imbocco, sbocco ed in curva. Indicati con:

- v_m, v_v e v rispettivamente le velocità nel canale a monte, a valle e nella botte;
- K_i, K_s, K_c i coefficienti di perdita all'imbocco, allo sbocco ed in curva;
- K_s ($m^{1/3}s^{-1}$) il coefficiente di resistenza secondo *Gauckler-Strickler*;
- L (m) la lunghezza della canna;
- Rh (m) il raggio idraulico della sezione corrente della canna;

- n il numero di curve;
- N il numero di canne;

la perdita di carico Δh è data da:

$$\Delta h = Ki \cdot \frac{v^2 - v^2{}_m}{2g} + n \cdot Kc \cdot \frac{v^2}{2g} + \frac{2 \cdot g \cdot L}{Ks^2 \cdot Rh^{2/3}} \cdot \frac{v^2}{2g} + Ks \cdot \frac{v^2 - v^2{}_v}{2g}$$

dove il primo termine rappresenta le perdite di imbocco, il secondo le perdite in curva, il terzo le perdite continue ed il quarto le perdite che si originano allo sbocco.

Nel caso in esame, poiché il canale a monte ed a valle della botte presenta le stesse caratteristiche geometriche e dunque la medesima velocità, si assume $v_m = v_v = vc$.

5.3. Calcolo delle perdite di energia

A seconda delle condizioni idrometriche che si presentano nel canale, al variare della portata, il moto all'interno della botte a sifone può essere a pelo libero o in pressione. Il moto a pelo libero presenta scarso interesse per l'analisi che si intende svolgere in questa sede poiché, considerato il moto come uniforme, esso si presenta con perdite di energia trascurabili e dunque con livello all'interno del manufatto per lo più pari a quello di valle (la corrente è subcritica), realizzandosi nella sezione d'imbocco una sconnessione idraulica per il formarsi dell'altezza critica.

Diversa è la situazione in cui il moto si presenta in pressione, condizione che viste le caratteristiche geometriche del manufatto si intende verificata con un tirante di 1,00 m e che viene considerata come ipotesi per l'analisi svolta di seguito.

Il calcolo delle perdite di energia è stato in primo luogo effettuato ipotizzando una serie di portate compatibili con le caratteristiche del canale e applicando la formula vista al 5.2., considerando però separatamente il contributo delle perdite continue e localizzate per avere una migliore rappresentazione del moto e trascurando qualsiasi influenza di manufatti di sostegno a monte o a valle dell'opera. Di seguito viene riportata la tabella che riassume il calcolo svolto dove le abbreviazioni assumono i seguenti significati:

- h (m), h_b (m): rispettivamente tirante d'acqua nel canale ed altezza della sezione corrente della botte;
- b (m), b_b(m): rispettivamente base del canale e della sezione corrente della botte;
- K_s ($m^{1/3}s^{-1}$): coefficiente di resistenza secondo *Gauckler-Strickler;*
- R_h (m), R_{hb}(m): rispettivamente raggio idraulico del canale e della botte;
- i (m/m): pendenza del canale;
- Q(m^3/s): portata, a moto uniforme, nel canale;
- v_c (m/s),v (m/s): rispettivamente velocità nel canale e all'interno della botte per la portata Q;
- K_i, K_{sb}, K_c: coefficienti di perdita all'imbocco, allo sbocco ed in curva;
- L (m): lunghezza della canna della botte;
- Δh_i (m), Δh_s (m), Δh_{cont} (m): rispettivamente perdite di carico all'imbocco, allo sbocco e continue;

- Δh_{tot} (m): somma delle perdite di carico all'imbocco, allo sbocco e continue.

Tabella 5.1

Canale							*Botte a sifone*												
h (m)	b (m)	K_s ($m^{1/3}s^{-1}$)	R_h (m)	i	Q (m^3/s)	v_c (m/s)	K_i	Ks_b	K_c	L (m)	h (m)	b (m)	R_{hb} (m)	Ksb ($m^{1/3}s^{-1}$)	v (m/s)	Δh_i (m)	Δh_s (m)	Δh_{cont} (m)	Δh_{tot} (m)
1,00	3,20	40,00	0,70	0,0005	2,90	0,70	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	1,82	0,029	0,057	0,069	0,154
1,20	3,20	40,00	0,80	0,0005	3,99	0,77	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	2,50	0,057	0,115	0,130	0,303
1,40	3,20	40,00	0,90	0,0005	5,25	0,83	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	3,28	0,103	0,205	0,225	0,533

Come si può desumere dalla tabella 5.1. le perdite di carico, al variare della portata considerando il moto in pressione, si presentano comprese tra un minimo di circa 0,15 m ad un massimo di 0,50 m, valori compatibili con le caratteristiche del manufatto e con le condizioni di sicurezza idraulica richieste.

Nell'ipotesi di moto rigurgitato da valle (ad esempio tramite sostegno), al variare della portata il livello idrico del canale può rimanere inalterato. In questo caso, fissando il tirante nel canale al valore di 2,00, facendo variare la portata si ottengono le perdite di carico riassunte nella tabella 5.2:

Tabella 5.2

canale						*botte a sifone*										
h (m)	b (m)	R_h (m)	Q (m^3/s)	v_c (m/s)	K_i	K_{sb}	K_c	L (m)	h (m)	b (m)	R_{hb} (m)	K_{sb} ($m^{1/3}s^{-1}$)	v (m/s)	Δh_i (m)	Δh_s (m)	Δh_{cont} (m)	Δh_{tot} (m)
2,00	3,20	1,17	0,20	0,02	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	0,13	0,000	0,000	0,000	0,001
2,00	3,20	1,17	0,40	0,04	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	0,25	0,001	0,001	0,001	0,003
2,00	3,20	1,17	0,60	0,06	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	0,38	0,001	0,003	0,003	0,007
2,00	3,20	1,17	0,80	0,08	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	0,50	0,002	0,005	0,005	0,013
2,00	3,20	1,17	1,00	0,10	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	0,63	0,004	0,008	0,008	0,020
2,00	3,20	1,17	1,50	0,15	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	0,94	0,009	0,017	0,018	0,045
2,00	3,20	1,17	2,00	0,20	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	1,25	0,016	0,031	0,033	0,079
2,00	3,20	1,17	2,50	0,25	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	1,56	0,024	0,049	0,051	0,124
2,00	3,20	1,17	3,00	0,30	0,20	0,40	0,05	24,40	1,00	1,60	0,31	75,00	1,88	0,035	0,070	0,073	0,178

Anche in questo caso le perdite di energia, variabili da circa 0,001 m a circa 0,20 m sono compatibili con il corretto funzionamento del manufatto.

6. ANALISI DELL'INTERVENTO n°22: COLLEGAMENTO SORGAGLIA – AGNA

6.1. Introduzione

Il collegamento tra il Canale Sorgaglia (Bacino omonimo) ed il Canale Agna (Bacino Rebosola), come tutti gli altri collegamenti tra bacini contermini ha il duplice scopo di incrementare il tempo di ritenzione in rete delle acque di irrigazione e quello di rendere possibile un suo ricircolo onde evitare un inutile recapito nei ricettori finali e dunque in Laguna.

La struttura che realizza il collegamento anzidetto è costituita da una tubazione, del diametro nominale di 0.40 m, che deriva le acque dal Canale Sorgaglia e le immette all'interno di un pozzetto in prossimità del Canale Agna. Questi a sua volta, può essere alimentato alternativamente a gravità o attraverso un elettropompa sommergibile ad elica, caratterizzata da una portata di 145 l/s e dotata di una prevalenza di 1,8 m, a seconda dei livelli idrici che si instaurano nel Canale Sorgaglia (Fig. 6.1).

Scopo della presente analisi è quello di valutare l'idoneità delle perdite di carico che si sviluppano lungo la tubazione di collegamento in relazione alla prevalenza che la pompa è in grado di fornire. In particolare, per assicurare il buon funzionamento del sistema, sarà necessario che all'interno del pozzetto si instauri una quota idrica non inferiore a:

quota di sollevamento - prevalenza pompa = 7,70 –1,80 = 5.9 m s.m.m.

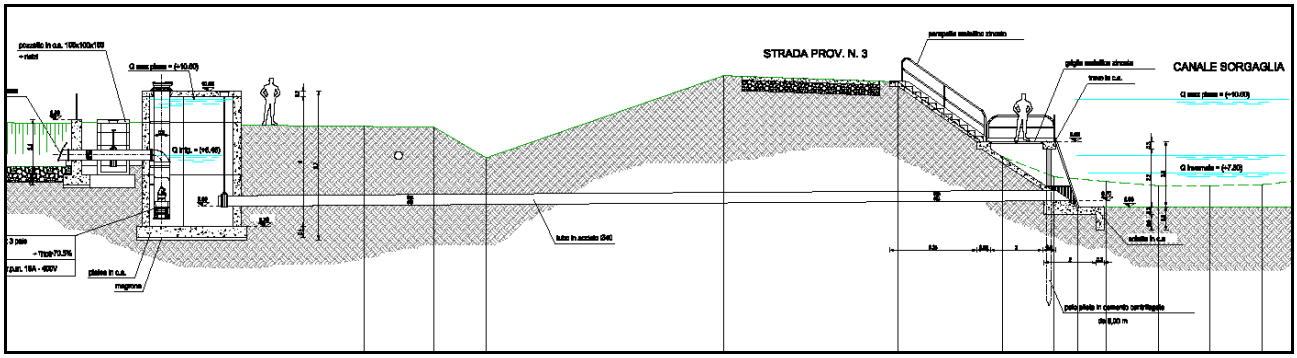

Figura 6.1: collegamento Sorgaglia - Agna

6.2. Calcolo delle perdite di energia

Fissata la portata che deve transitare all'interno della tubazione, portata che coincide con quella che la pompa è in grado di sollevare e pari dunque a 145 l/s, le perdite di energia vengono calcolate come somma delle perdite continue, calcolate con la formula di moto uniforme di *Gauckler-Strickler*:

$$\Delta h_c = \left(\frac{v}{K_s \cdot R_h^{2/3}} \right)^2 \cdot L$$

dove:

- v (m/s) è la velocità media all'interno della condotta;
- K_s ($m^{1/3}s^{-1}$) è il coefficiente di resistenza che per le condotte in acciaio assume il valore di 95 $m^{1/3}s^{-1}$;

- R_h (m) è il raggio idraulico valutato come rapporto tra l'area della sezione della tubazione ed il contorno bagnato.

Le perdite di carico localizzate invece, vengono valutate come frazioni ξ del carico cinetico:

$$\Delta h_l = \sum_n \xi_n \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

- ξ_n sono i vari coefficienti che esprimono le perdite ed in particolare si assume per la perdita di imbocco $\xi_i = 0.40$, per la perdita in curva $\xi_c = 0.15$ e per la perdita di sbocco $\xi_s = 0.60$;
- v (m/s) è la velocità media all'interno della condotta;
- g (m/s^2) è l'accelerazione di gravità;

È necessario inoltre valutare le perdite che si originano attraverso la griglia posta a protezione dell'imbocco della tubazione. Per questo si fa riferimento alla seguente relazione:

$$\Delta hg = K \cdot \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{v^2}{2g} sen\alpha$$

dove *K* dipende dalla forma delle barre e viene assunto pari a 1,83, relativo a barre rettangolari con un profilo arrotondato in corrispondenza della testa, *s* rappresenta lo spessore delle barre, assunto pari a 1,5 cm, *b* rappresenta lo spazio che intercorre tra le barre stesse, assunto pari a 10 cm, *v* è la velocità media del fluido che attraverso la griglia, *g* rappresenta l'accelerazione di gravità ed infine α è l'angolo di inclinazione della griglia rispetto l'orizzontale.

Di seguito viene riportata la tabella 6.1 che riassume i calcoli dove le abbreviazioni hanno i seguenti significati:

- Q (m^3/s): portata derivate attraverso la tubazione;
- K_s (m$^{1/3}$s^{-1}): coefficiente di resistenza secondo la formula di *Gauckler-Strickler*;
- DN (m): diametro nominale della tubazione;
- D_{int} (m): diametro interno della tubazione;
- A (m^2): area della tubazione;
- V (m/s): velocità all'interno della tubazione;
- L (m): lunghezza complessiva della tubazione;
- ξ_i, ξ_c, ξ_s : coefficienti delle perdite rispettivamente di imbocco, curva, sbocco;
- n: numero delle curve che caratterizzano la tubazione;
- K: coefficiente relativo alla forma delle barre della griglia;
- s (m): spessore delle barre della griglia;
- b (m): spazio tra le barre della griglia;

- α (°), α (rad) : angolo di inclinazione della griglia rispetto l'orizzontale rispettivamente in gradi sessagesimali ed in radianti;
- Δh_c (m): perdite di carico continue;
- Δh_l (m): perdite di carico localizzate ;
- Δh_g (m): perditeli carico attraverso la griglia ;
- Δh_{tot} (m): perdite di carico totali, somma di quelle continue, localizzate e di quelle che si originano attraverso la griglia.

Tabella 6.1

Q	K_S	DN	D_{int}	A	v	L	*localizzate* (Δhl)				*griglia* (Δhg)					Δh_c	Δh_l	Δh_g	Δh_{tot}
(l/s)	($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(m)	(m^2)	(m/s)	(m)	ξ_i	ξ_c	ξ_s	n	K	s	b	α(°)	α(rad)	(m)	(m)	(m)	(m)
145,00	95,00	0,40	0,3904	0,12	1,21	32,55	0,40	0,15	0,60	1	1,83	0,015	0,100	60	1,047	0,12	0,09	0,01	0,21

Poiché la quota estiva del pelo libero che si instaura nel Canale Sorgaglia è di 8.40 m s.m.m., all'interno del pozzetto in cui viene installata la pompa si ha una quota pari a:

quota Canale Sorgaglia – perdite di carico totali = 8.40 – 0.21 = 8.19 m s.m.m.,

quota che dunque risulta essere abbondantemente superiore a quella minima richiesta precedentemente calcolata di 5.90 m s.m.m.. È dunque assicurato il buon funzionamento del sistema.

7. DIAFRAMMI ARGINALI CANALE ALTIPIANO

7.1. Introduzione

Il Canale Altipiano è attualmente soggetto a ripetuti ed estesi fenomeni d'instabilità arginale e di infiltrazione laterale, situazioni che non consentono di elevare il livello idrico fino a quote tali da garantire un funzionamento ottimale dei sifoni a cavaliere d'argine esistenti ed in progetto.

Per ovviare a questi problemi è necessario intervenire attraverso la diaframmatura del canale stesso, risolvendo i problemi di instabilità attraverso l'infissione di palancole *Larssen* e quelli di infiltrazione laterale attraverso l'utilizzo di diaframmi plastici.

Scopo della seguente analisi è quello di valutare la funzionalità dei manufatti sopra citati, con riferimento al fenomeno del sifonamento per i diaframmi plastici e valutando l'idoneità della profondità di infissione per le palancole *Larssen*.

7.2. Basi teoriche

Per quanto riguarda la stabilità nei confronti del sifonamento dei diaframmi plastici si fa riferimento a quanto detto nel paragrafo 4.2.. La verifica farà dunque riferimento al metodo di *Blight-Lane*.

Per quanto riguarda invece l'analisi della profondità di infissione delle palancole *Larssen*, sarà necessario valutare le forze agenti sulla struttura stessa e dunque la spinta delle terre.

Per il calcolo della spinta delle terre ci si basa sulla teoria di *Rankine*, dove si va a considerare lo stato di tensione limite in equilibrio plastico.

Si consideri un terreno omogeneo avente angolo d'attrito interno "φ" e coesione "c", sostenuto da una parete verticale liscia (Fig. 7.1.), per cui non vi sia attrito tra terreno e parete.

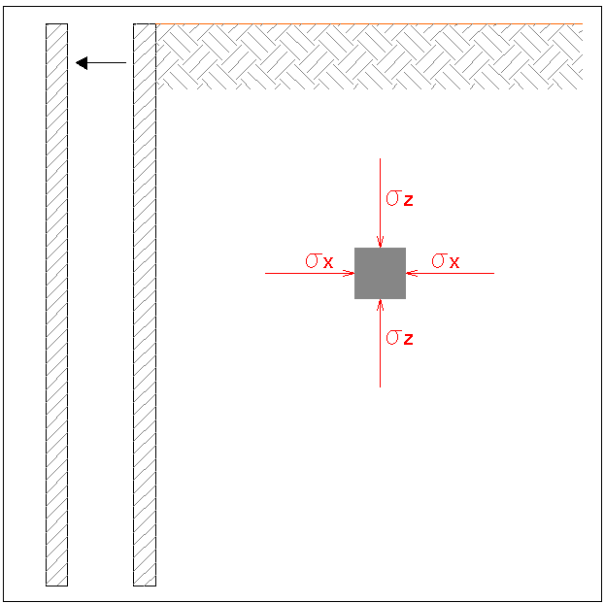

Figura 7.1: terreno sostenuto da una parete verticale liscia

Considerando un elemento di terreno in condizioni di riposo, su di esso agiscono le tensioni principali σ_z e σ_x lungo gli assi verticale ed orizzontale, con:

$$\sigma_x = k_0 \cdot \sigma_z$$

dove k_0 è il coefficiente di spinta a riposo e vale:

$$k_0 = 1 - sen\varphi$$

Rankine ipotizza che non vi siano sollecitazioni tangenziali lungo i piani verticali ed orizzontali che delimitano l'elemento di terreno, di conseguenza tali piani risultano essere principali. In questo modo è possibile far riferimento alle direzioni x e z nel tracciare i cerchi di *Mohr* (figura 7.2) dove:

$$\sigma_z = \sigma_1 \text{ e } \sigma_x = \sigma_3$$

Facendo riferimento alla figura 7.1è possibile immaginare di spostare la parete verticale verso sinistra, in tal modo si avrà una diminuzione della tensione orizzontale e resterà invariata quella verticale, fino a raggiungere la situazione limite di rottura corrispondente alla condizione di tangenza del cerchio di *Mohr* alla retta:

$\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$ (figura 2.2)

Esprimendo quindi la condizione di tangenza del cerchio alla retta:

$$\sigma_3(1 + \tan\varphi) = \sigma_1(1 - sen\varphi) - 2c \cdot \cos\varphi$$

da cui:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45° - \varphi/2) - 2c\sqrt{\tan^2(45° - \varphi/2)}$$

dove, ponendo:

$k_a = \tan^2(45° - \varphi/2)$ (coefficiente di spinta attiva)

si ottiene la seguente formulazione per la spinta orizzontale:

$$\sigma_x = \sigma_z k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

che, in caso di terreni incoerenti, diventa:

$$\sigma_x = \sigma_z k_a \rightarrow \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = k_a$$

In queste condizioni σ_x è la minima pressione orizzontale che si può avere alla profondità h in equilibrio plastico; all'aumentare della dilatazione σ_x non diminuisce più e la massa di terreno si muove secondo piani che formano l'angolo (45°+φ/2) con l'orizzontale. Questo stato si chiama stato attivo di Rankine e la pressione è detta spinta attiva.

Con analogo ragionamento si può definire lo stato passivo di *Rankine* e la spinta passiva: basta pensare ad una compressione della massa di terreno e seguire la σ_x che supererà σ_z fino a formare a destra un cerchio tangente alla linea di rottura (Fig. 7.3.), quindi in tal caso $\sigma_x = \sigma_1$ e $\sigma_z = \sigma_3$ e, per terreni incoerenti, il rapporto:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \tan^2(45° + \varphi/2) = k_p$$

è detto coefficiente di spinta passiva o resistenza passiva e la massa si muove secondo piani che formano l'angolo (45°-φ/2) con l'orizzontale.

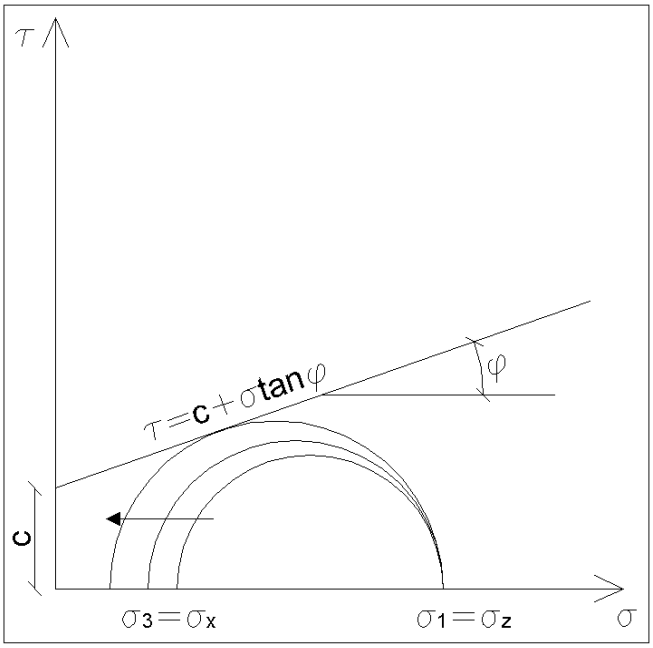

Figura 7.2: cerchio di *Mohr* di spinta attiva

Il rapporto $\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = k$ può assumere ogni valore compreso tra k_a e k_p in relazione alle deformazioni orizzontali che accompagnano le variazioni delle tensioni normali. Interessa il caso di deformazione orizzontale nulla che può corrispondere al caso di estesi tratti di terreno che si assestano sotto pressioni verticali crescenti. In questo caso il rapporto $\sigma_x/\ \sigma_z$ viene indicato con k_0 e chiamato coefficiente di spinta a riposo

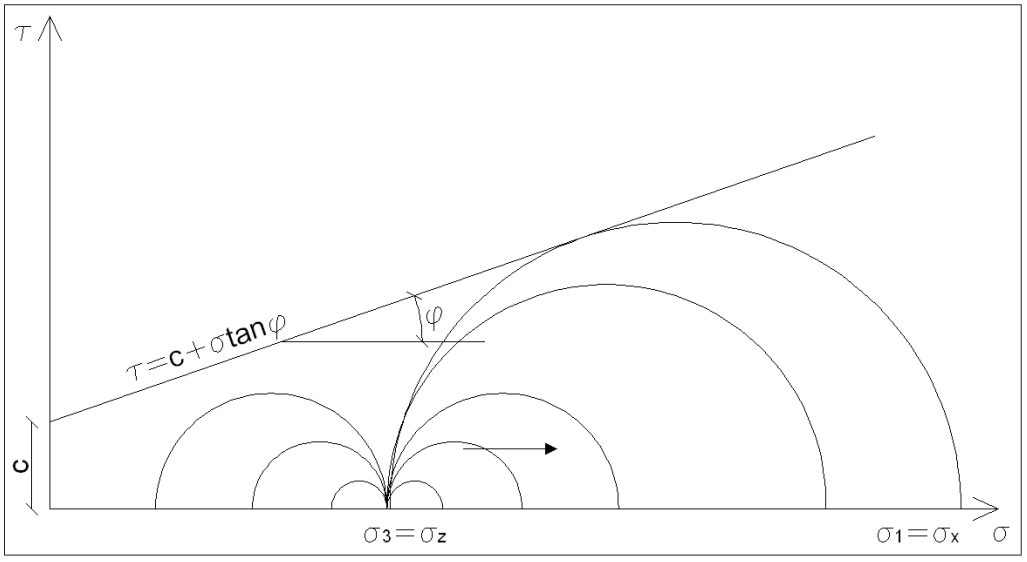

Figura 7.3: cerchio di *Mohr* di spinta passiva

. Il suo valore dipende dalla storia delle tensioni precedenti e, mentre per le sabbie il suo valore è generalmente compreso tra 0.4 e 0.7, per le argille può raggiungere il valore 1 e superarlo per quelle sovraconsolidate.

Gli stati di *Rankine* indicati si riferiscono ad una massa di terreno semiinfinita sottoposta ad una espansione o compressione uniforme. In uno strato di terreno reale queste condizioni non possono essere riprodotte che per un processo geologico con movimenti dovuti a forze tettoniche. In realtà invece il movimento dovuto ad un muro di sostegno può produrre un cambiamento negli sforzi nel terreno solo nelle vicinanze della causa disturbatrice mentre il resto del terreno, soprattutto se incoerente, rimane in equilibrio elastico. Quindi stati locali di equilibrio plastico possono essere prodotti da differenti processi di deformazione e gli sforzi corrispondenti nella zona plastica e la forma della zona stessa dipenderanno principalmente dal tipo di deformazione e dalla ruvidezza della superficie di contatto tra terra e struttura. Questi fattori costituiscono la condizione di deformazione e le condizioni limite del problema.

2.3. Stabilità dei diaframmi plastici

La situazione da analizzare può essere schematizzata nella seguente figura che rappresenta una sezione tipo relativa all'intervento di impermeabilizzazione di un tratto arginale del CanaleAltipiano:

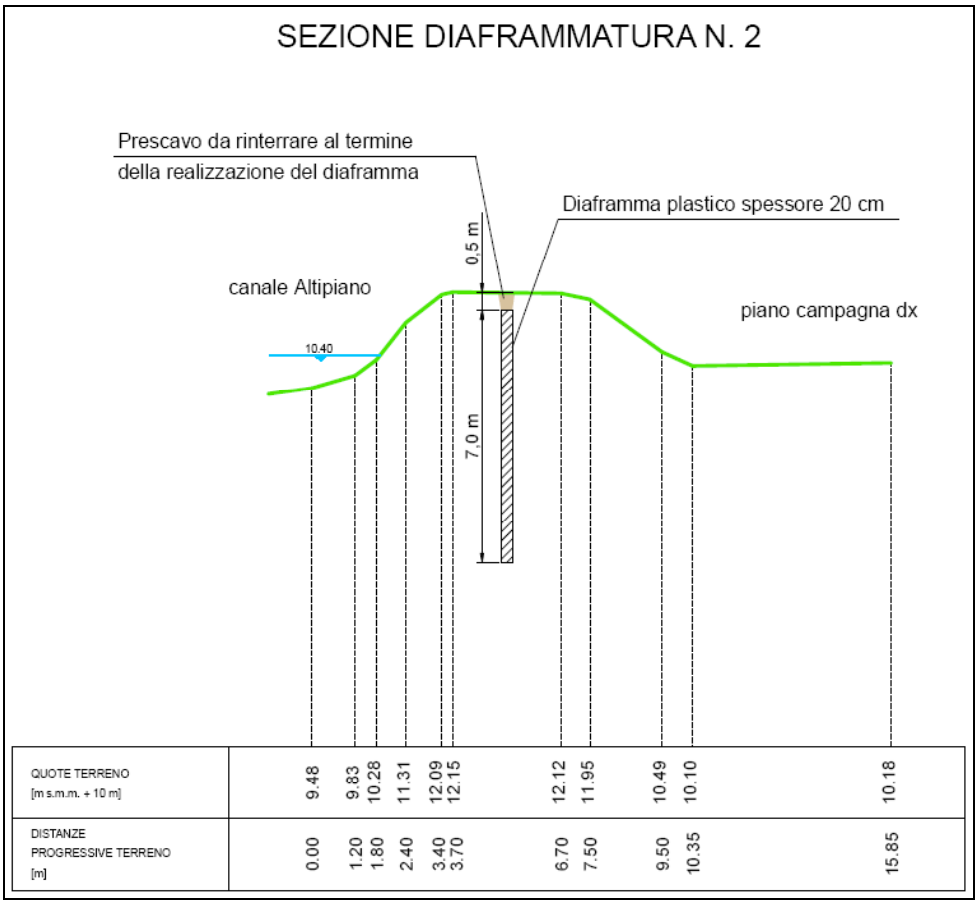

Figura 7.4: sezione tipo dell'intervento di impermeabilizzazione dell'argine del Canale Altipiano

Le indagini geotecniche (vedi elaborato progettuale 2.1.a) rilevano nella zona oggetto dell'intervento la presenza di argille limose e limi argillosi, a volte con materiale organico, di consistenza da molle a compatta con livelli di limi sabbiosi e sabbie.

Il carico idraulico, come si può vedere dalle figura, che dà origine al moto di filtrazione attraverso il corpo arginale è determinato da:

pelo libero Canale Altipiano – quota piano campagna = 10,40 – 10,10 = 0,30 m.

Il percorso verticale che l'acqua compie attraverso il corpo arginale risulta essere pari al doppio della differenza tra la quota di infissione del diaframma e la quota del pelo libero del canale, diminuita del carico idraulico:

$$Lv = (10{,}40 - 4{,}65) \cdot 2 - 0{,}30 = 11{,}26 \text{ m.}$$

Il percorso orizzontale, misurato nel disegno, risulta essere uguale a:

$$L_0 = 3{,}35 + 5{,}00 = 8{,}35 \text{ m.}$$

Il coefficiente di sicurezza secondo *Lane* è dunque:

$$C = \frac{\frac{1}{3} \cdot L_0 + L_v}{h} = \frac{\frac{1}{3} \cdot 8{,}35 + 11{,}26}{0{,}30} \cong 47$$

ampiamente superiore rispetto a quello richiesto per il tipo di terreno in cui si trova l'opera.

2.4. Profondità di infissione delle palancole *Larssen*

Poiché le pressioni attive e passive dipendono solo dal verso dello spostamento della paratia, è necessario che la struttura subisca una rotazione per mobilitare le azioni resistenti che assicurano le condizioni d'equilibrio. Tale rotazione avviene attorno ad un centro molto prossimo al piede della paratia: il calcolo delle spinte del terreno dunque può essere di molto semplificato, senza apprezzabili errori ai fini pratici, supponendo che il centro di rotazione coincida proprio con il piede della struttura. In queste condizioni, la profondità di infissione ricercata è quella per cui i momenti delle spinte attive e passive, valutati rispetto al punto di rotazione di cui sopra, si eguagliano.

Affinché il valore dell'infissione così ottenuto garantisca un sufficiente grado di sicurezza, si procede con il diminuire le caratteristiche di resistenza del terreno attraverso un coefficiente F_{cu}.

La sezione tipo relativa all'intervento di stabilizzazione del Canale Altipiano attraverso l'infissione di palancole *Larssen* è riportata in figura 7.5:

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni in cui viene infissa la paratia si assume come modello rappresentativo quello individuato da un terreno di tipo limoso-argilloso, come si può dedurre dall'allegato 2.1.a., che presenta le seguenti caratteristiche:

- peso di volume γd = 1600 kg/m^3;
- peso di volume saturo γsat = 2000 kg/m^3;
- resistenza al taglio non drenata cu = 2000 kg/m^2;
- coefficiente di sicurezza F_{cu} = 1.4.

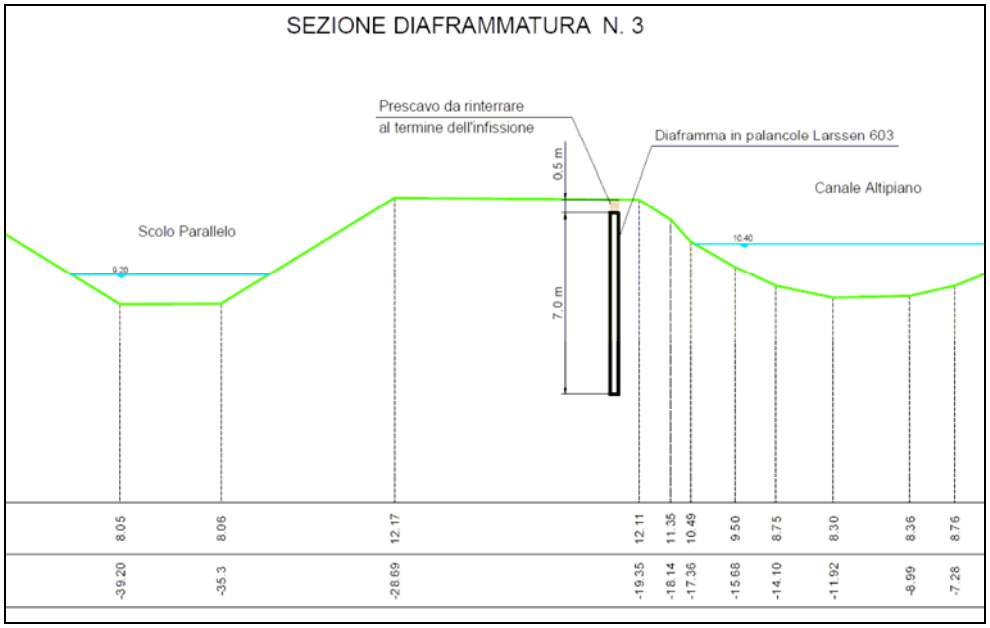

Figura 7.5: sezione tipo dell'intervento di stabilizzazione del Canale Altipiano

La verifica delle condizioni di stabilità della palancola verrà effettuata:

1. nel caso in cui le sponde del canale contribuiscano a stabilizzare la struttura (caso 1), caso illustrato dalla figura 7.6 dove si possono vedere le spinte passive con i relativi bracci rispetto al piede della paratia:

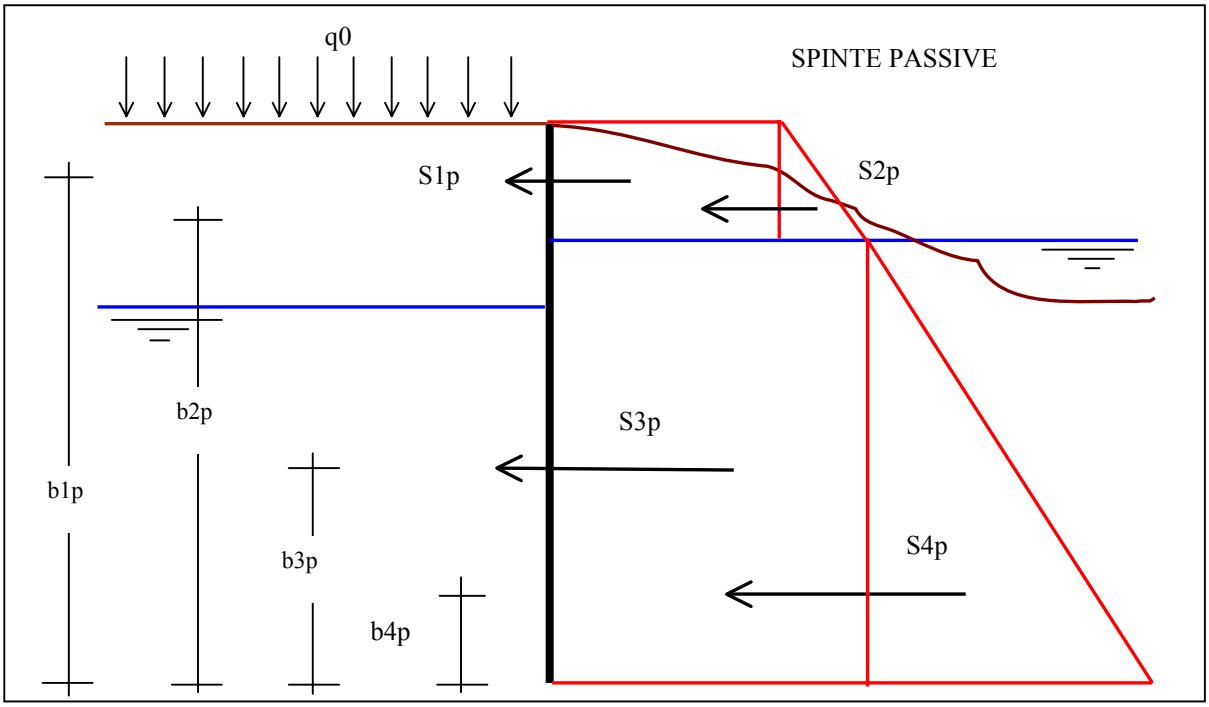

Figura 7.6: spinte passive con il contributo delle sponde del canale

2. nel caso opposto in cui le sponde del canale non vengano considerate ai fini della resistenza passiva (caso 2), caso illustrato nella figura 7.7.

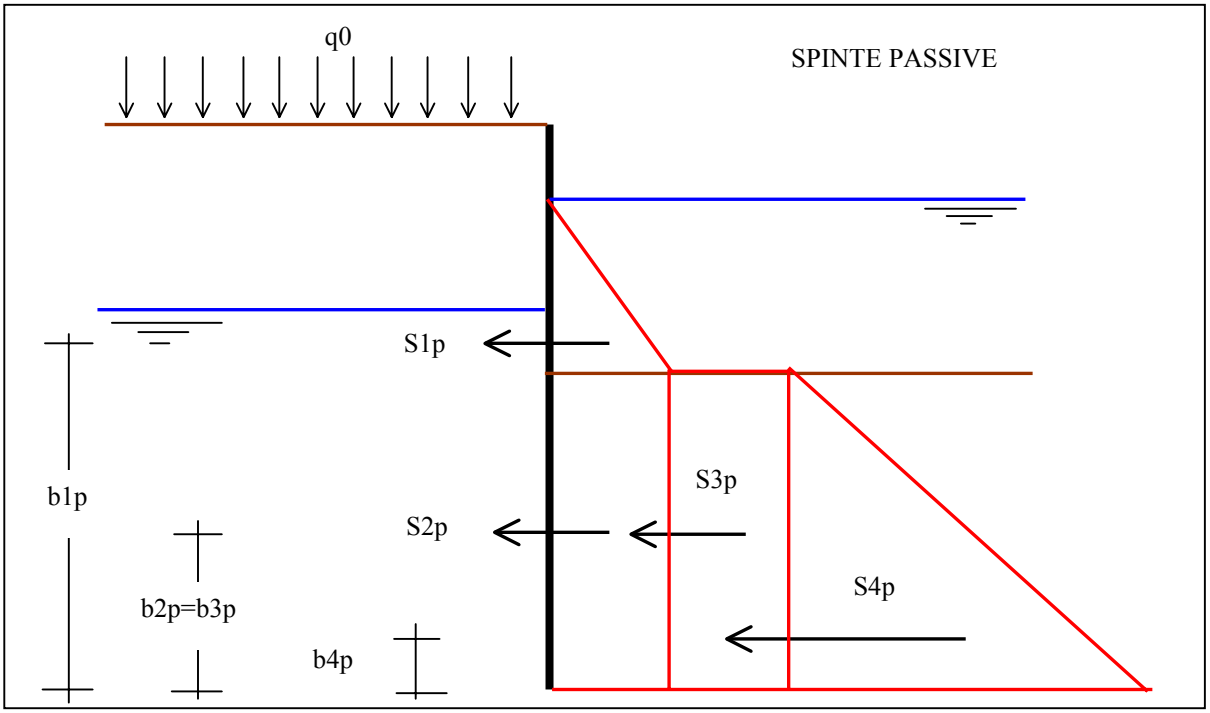

Figura 7.7: spinte passive senza contributo delle sponde del canale

Di seguito vengono riportate le tabelle che riassumono il calcolo delle spinte attive e passive. Per il significato delle grandezze si faccia riferimento alle figure 7.8 e 7.9:

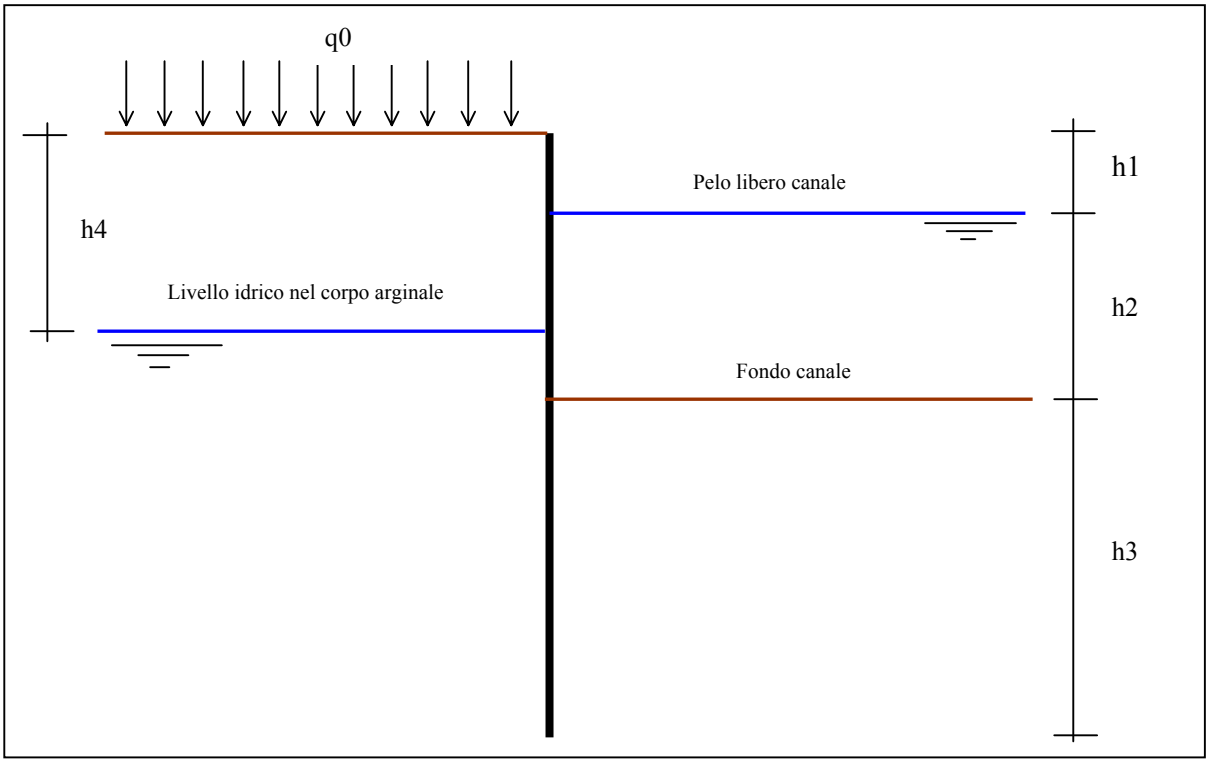

Figura 7.8: schema geometrico dell'opera

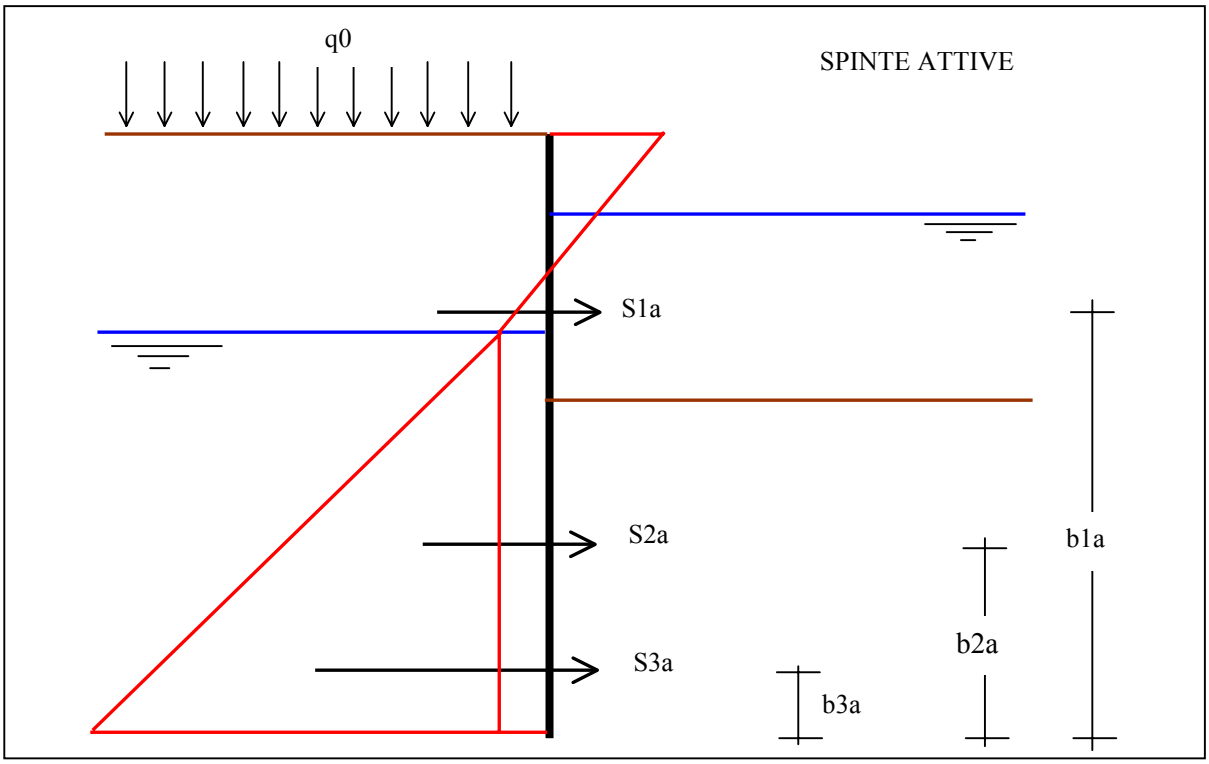

Figura 7.9: spinte attive agenti sulla paratia

È necessario precisare che essendo il terreno di tipo coesivo, per una certa altezza a partire dal piano campagna esso è in grado di sostenersi da solo: questa zona di terreno non contribuisce dunque alla formazione della spinta attiva.

SPINTE ATTIVE

caratteristiche del terreno	
γd (kg/m^3):	1600,00
γsat (kg/m^3):	2000,00
Cu (Kg/m^2):	2500,00
F_{cu}:	1,40
Cu (Kg/m^2):	1785,71
φ(°):	0,00
Ka:	1,00
Kp:	1,00

caratteristiche geometriche	
h_1 (m):	1,70
h_2 (m):	1,60
h_3 (m):	3,70
h_4 (m):	2,90

q_0 (kg/m^2):	1000,00	Carico accidentale
γw (kg/m^3):	1000,00	Peso di volume dell'acqua

S_{1a} (Kg/m)=	1337,18
b_{1a} (m)=	4,53
M_{1a} (kgm/m)=	6058,72

S_{2a} (Kg/m)=	8481,14
b_{2a} (m)=	2,05
M_{2a} (kgm/m)=	17386,34

S_{3a} (Kg/m)=	16810,00
b_{3a} (m)=	1,37
M_{3a} (kgm/m)=	22973,67

Σma (kgm/m)= 46418,73 Sommatoria momenti spinte attive

SPINTE PASSIVE, CASO 1

S_{1p} (Kg/m)=	6071,43	S_{2p} (Kg/m)=	2312,00	S_{3p} (Kg/m)=	33344,57	S_{4p} (Kg/m)=	28090,00
b_{1p} (m)=	6,15	b_{2p} (m)=	5,87	b_{3p} (m)=	2,65	b_{4p} (m)=	1,77
M_{1p} (kgm/m)=	37339,29	M_{2p} (kgm/m)=	13563,73	M_{3p} (kgm/m)=	88363,11	M_{4p} (kgm/m)=	49625,67

Σmp (kgm/m)=188891,80 Sommatoria momenti spinte passive caso 1

SPINTE PASSIVE ,CASO 2

S_{1p} (Kg/m)=	1280,00	S_{2p} (Kg/m)=	5920,00	S_{3p} (Kg/m)=	13214,29	S_{4p} (Kg/m)=	13690,00
b_{1p} (m)=	4,23	b_{2p} (m)=	1,85	b_{3p} (m)=	1,85	b_{4p} (m)=	1,23
M_{1p} (kgm/m)=	5418,67	M_{2p} (kgm/m)=	10952,00	M_{3p} (kgm/m)=	24446,43	M_{4p} (kgm/m)=	16884,33

Σmp (kgm/m)=57701,43 Sommatoria momenti spinte passive caso 2

Dai risultati delle precedenti tabelle si può ora valutare il rapporto tra i momenti stabilizzanti e quelli destabilizzanti nei due differenti casi analizzati:

1. $C = \frac{188891,80}{46418,73} = 4,07$;
2. $C = \frac{57701,43}{46418,73} = 1,24$;

Come si può vedere dunque, in entrambe i casi il rapporto tra momenti stabilizzanti e destabilizzanti è superiore all'unità: la verifica è dunque soddisfatta e ka lunghezza della paratia pari a 7 m soddisfa alle condizioni di stabilità richieste.